

報告

[2148] せん断補強筋として連続繊維補強筋を用いたRCはりのせん断性状

小林克巳\*1・伊部宗一\*2・藤崎忠志\*3

1. はじめに

主筋のダボ作用は主筋に沿う割裂きひびわれを発生させ、広範囲にわたって付着劣化を生じさせる。従って、ダボ作用による付着性状の変化が、RC部材のせん断強度およびせん断破壊モードに大きく影響することが容易に想像される。主筋のダボ変位を拘束するものはせん断補強筋であり、本研究ではせん断補強筋として連続繊維補強筋を用い、鉄筋を用いた場合と比較して、せん断強度・破壊モード・せん断力伝達機構等に及ぼすダボおよび付着作用の影響を検討し、せん断補強筋として連続繊維補強筋を使用した部材のせん断耐力の評価のための基礎資料を得た。

2. 実験の概要

試験体を図1に示す。断面は  $b \times D = 13\text{cm} \times 25\text{cm}$ 、せん断スパン比は  $a/D = 1.5$  である。主筋には、高強度異形鉄筋を使用し、引張・圧縮側とも D16 を 2本 ( $P_t = P_c = 1.4\%$ ) 配筋した。また、ひずみ測定のための溝切り加工を行う関係から、主筋を左右の柱型中央位置で切断し厚さ 9mmのプレートを通じて 2本の D19 に接合した。せん断補強筋間隔は 75mm とした。試験体は表1に示す4体で、せん断補強筋として表2に示す連続繊維補強筋 G10' と G6 を用いたもの、及び比較のために、G10' と同程度の軸方向剛性をもつ鉄筋 4φ を用いたもの、降伏耐力が G6 の破断強度とほぼ対応する鉄筋 7φ を用いたものである。コンクリートの圧縮強度は  $295\text{kgf/cm}^2$ 、圧縮強度時歪は  $3042\mu$ 、ヤング係数 ( $E_{1/3}$ ) は  $1.95 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ 、割裂引張強度は  $26.3\text{kgf/cm}^2$  であった。鉄筋および G10'、G6 の引張試験結果を表1、表2に示す。せん断補強筋の荷重・ひずみ度関係を図2に示す。

図3に示す載荷装置により、大野式加力方法で一方単調載荷とした。相対変位は、図4に示すように左右の柱型にとり付けたゲージホルダー間の変位①②の平均とした。主筋の歪は、縦リブに

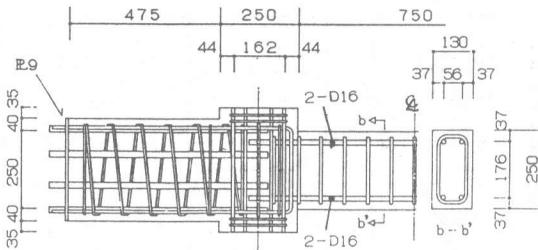


図1 試験体

表1 試験体一覧

試験体名	せん断補強筋	Pw(%)	Py	EA
B2-G6	G6 -@75mm	0.72	2.50	108
B2-G10	G10' -@75mm	1.79	6.84	267
B2-4H	4φ -@75mm	0.26	0.95	273
B2-7H	7φ -@75mm	0.79	2.45	808

Py: 降伏荷重(単位tonf) EA: 軸剛性(単位tonf)

表2 使用鉄筋の引張試験結果

種類	降伏耐力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 (μ)	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
D16	9600	5477	10304	$1.93 \times 10^6$
4φ	7564	5538	8295	$2.10 \times 10^6$
7φ	6372	5153	6985	

表3 連続繊維補強筋の引張試験結果

種類	断面積 (cm <sup>2</sup> )	破断荷重 (tonf)	破断強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
G6	0.350	2.50	7143	$3.09 \times 10^5$
G10'	0.874	6.84	7826	$3.05 \times 10^5$

$V_f$ : 40.0% 使用繊維: E-GFケラシ R2220

結合材: ピニルエステル

\*1 福井大学教授 工学部環境設計工学科、工博 (正会員)

\*2 三谷商事(株) 新事業開発部、工修 (正会員)

\*3 清水建設(株) 技術本部建設新素材開発部、工修 (正会員)

沿って 2本の溝を切削し、溝底面に歪ゲージを貼付して測定した。せん断補強筋の歪ははりせい中央位置で、歪ゲージを貼付して測定した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3. 1 せん断力と相対変形の関係

せん断力と相対変形の間係を図5に示す。せん断補強筋の軸剛性を同じにした G10' 使用の B2-G10と鉄筋使用の B2-4Hは、4φの降伏以前は両者とも同様の性状を示したが、4φが降伏するとB2-4Hは最大耐力に至り、B2-G10は耐力が上昇し続け、せん断耐力の差は約 3.6tonfとなった。軸剛性を同じにすると、鉄筋の降伏強度に比べて連続繊維補強材の方がはるかに破断強度が高いため、せん断補強筋が降伏してせん断引張破壊となる範囲では、高強度せん断補強筋を使用してせん断補強量を増加させたのと同じになり、B2-G10のせん断耐力の方が大きくなったものと解釈できる。鉄筋の降伏強度と連続繊維補強筋の破断強度を同じにした B2-G6とB2-7Hは B2-7Hの方が約 2.5 tonfの差で耐力が大きかった。7φの軸剛性798tonfに対しG6は108tonfと8倍近くの差があり、B2-7Hはせん断補強筋が降伏せずせん断圧縮破壊しているが、B2-G6ではG6は弾性状態にあっても伸び量が大きくなり主筋のダゴ変形に対する拘束が小さいため、おそらく主筋に沿うひびわれの進展により付着劣化が起こり、せん断引張破壊に近い状態になったものと考えられる。

#### 3. 2 破壊性状

図6～図9に各試験体の最大耐力時のひびわれ状況、上・下端筋のひずみ分布、上・下端筋の付着応力度分布、

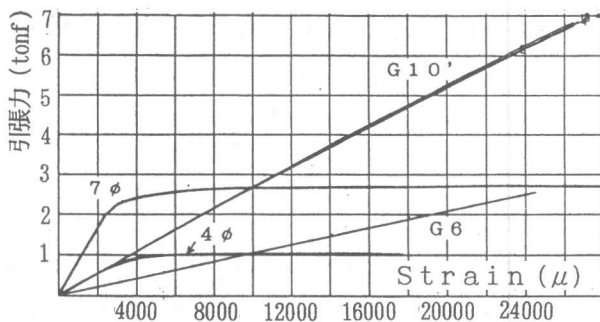


図2 せん断補強筋の荷重・ひずみ度関係

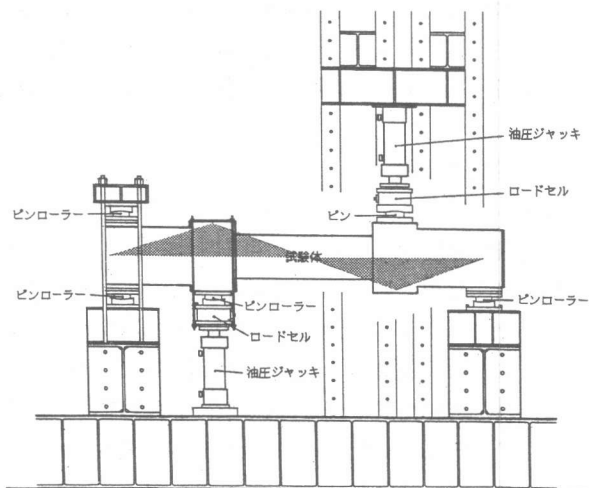


図3 载荷装置

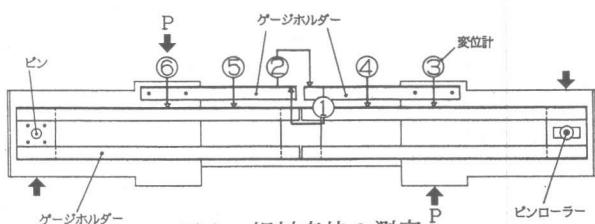


図4 相対変位の測定

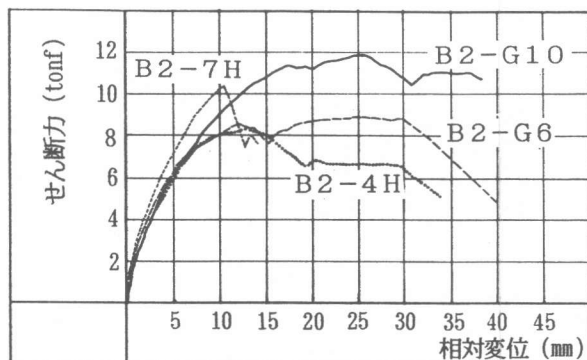


図5 せん断力と相対変位の関係

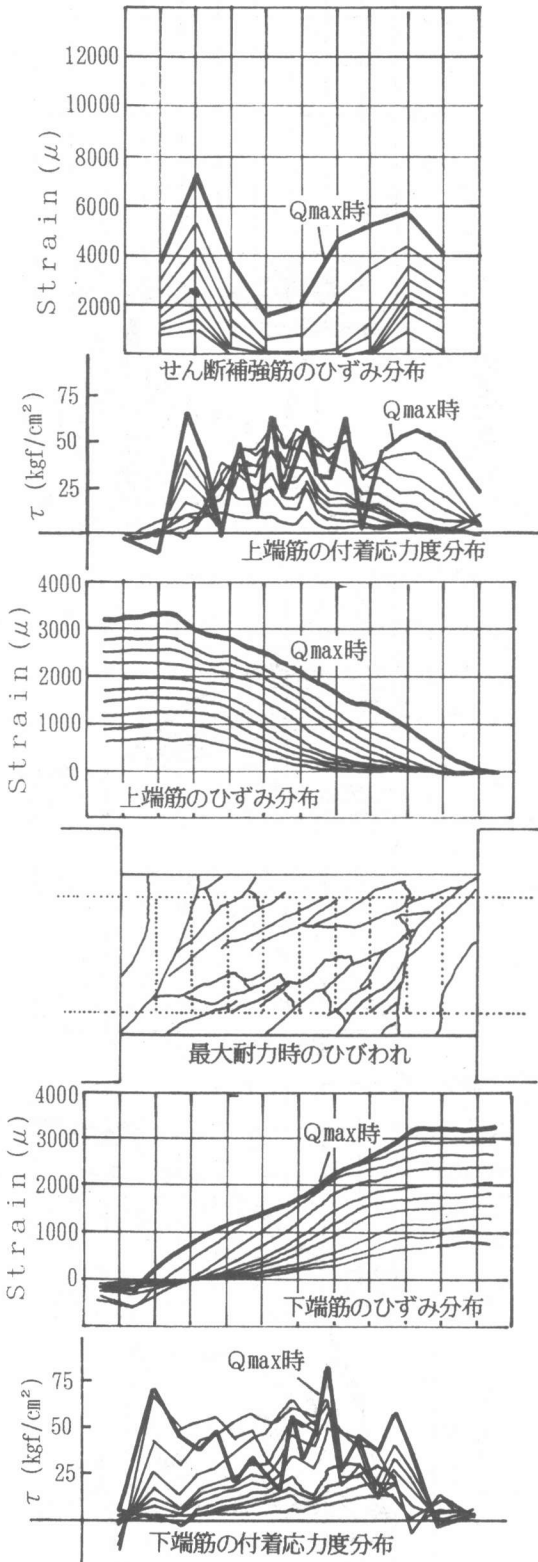


図6 B2-G10の実験結果

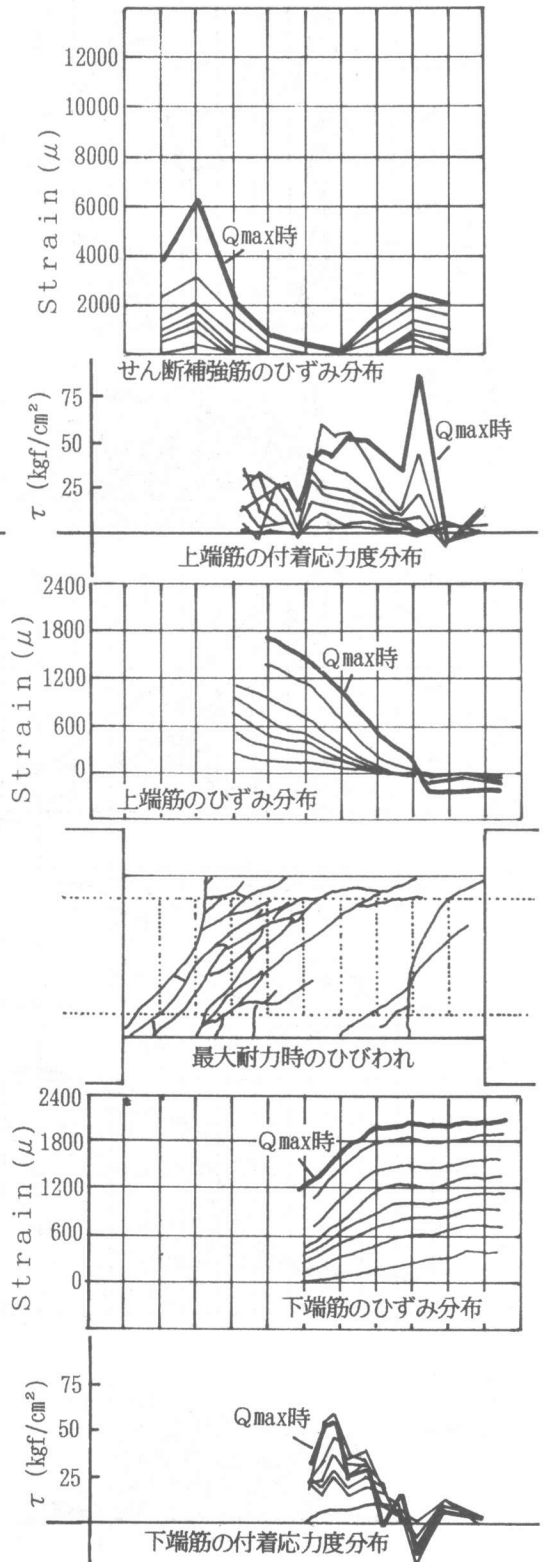


図7 B2-4Hの実験結果

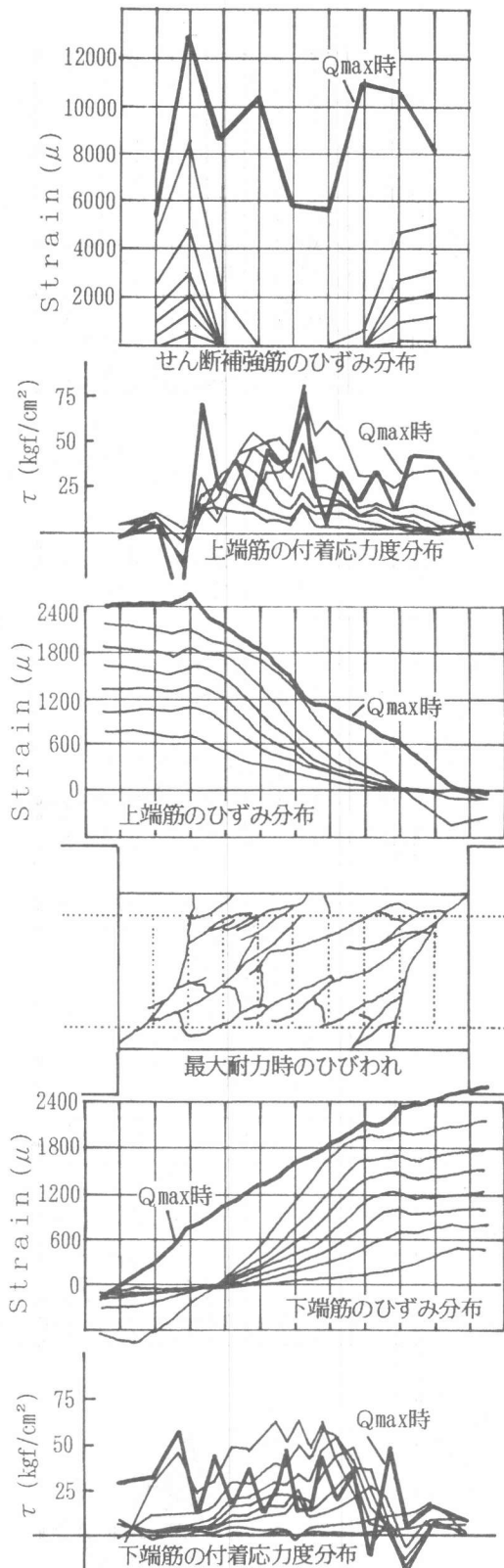


図8 B2-G6の実験結果

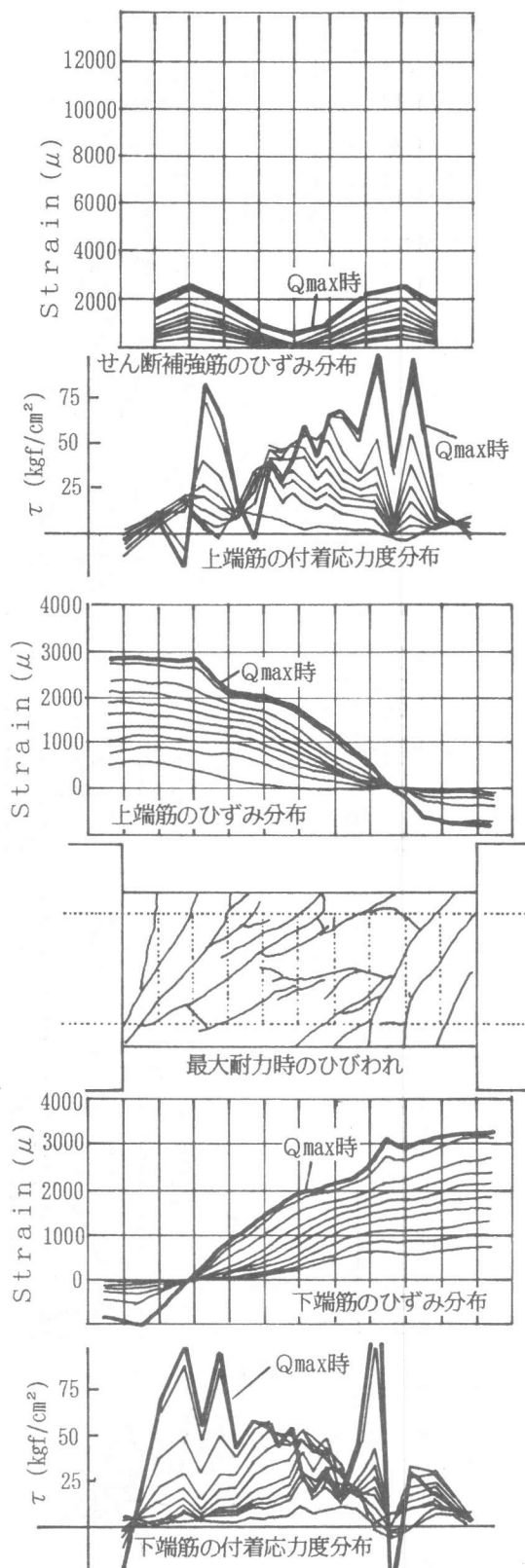


図9 B2-7Hの実験結果

せん断補強筋のひずみ分布を示す。B2-G6 では、左側の曲げせん断ひびわれが主筋に沿うひびわれへと進展した。また、大変形に伴い部材全体に数本の斜めひびわれが発生し、主筋位置まで到達した。その後、変形を増加させても、耐力上昇が殆ど頭打ちの状態に最大耐力に至り、右側のせん断補強筋が 2本破断して約 4.0tonfの耐力低下を起こした。B2-G10 は曲げせん断ひびわれが分岐して主筋に沿うようなひびわれへと進展し、大変形時には部材全体に主筋位置まで到達する斜めひびわれが発生し、コンクリートが壊れ最大耐力に至っている。なお、せん断補強筋の破断は確認されなかった。

### 3. 3せん断補強筋のひずみ分布

図6～図9に示したせん断補強筋のひずみ分布より、せん断補強筋の軸方向剛性を同じにしたB2-4H と B2-G10 を比較すると、低い荷重段階においてはほぼ同じ分布を示している。最大耐力時に B2-4H の一部のせん断補強筋が降伏している関係で、部材中央付近のひずみがやや大きい。全体的にひずみレベルが小さく、大きな違いは見られない。せん断補強筋としての鉄筋の降伏強度と連続繊維補強筋の破断強度を同じにした B2-7H、B2-G6 では低い荷重段階よりひずみレベルが大きく違っているが、主筋に同程度のダボせん断力が作用するとすれば、それにつら合せん断補強筋の軸方向剛性の違いによるものと思われる。

### 3. 4主筋のひずみ分布

図6～図9に示した上・下端筋のひずみ分布では、せん断補強筋の剛性が特に小さい B2-G6で、ひずみがゼロとなる位置の移動が顕著に現れた。剛性の小さい連続繊維補強筋をせん断補強筋に用いると、主筋のダボ変形に対する拘束が小さいため主筋に沿うひびわれが進展し、また、破断強度は高いが破断に至るまでの伸びが大きく部材としても変形も大きくなるため、付着劣化する範囲が大きくなり、主筋が全面引張の状態になるものと思われる。

### 3. 5主筋の付着状況

図6～図9に示した上・下端筋の付着応力度分布をみると、B2-G6 は耐力が頭打ちになったところで最大付着応力度に達し、主筋に沿うひびわれ、大変形に伴って上端筋、下端筋とも付着劣化を起こしている。B2-G10 も同じように付着劣化を起こしているがその低下量は B2-G6 よりも小さい。せん断補強筋の剛性が低い連続繊維補強筋をせん断補強筋とした場合、主筋のダボ変形に対する拘束が小さいため主筋に沿うひびわれが入りやすく、また、部材としての変形も大きくなるため、広い範囲で付着劣化をおこすものと思われる。

### 3. 6せん断耐力の評価に関する考察

B2-4H のせん断補強筋が弾性の範囲では、B2-G10 および B2-4H に関する実験結果はどれも類似した傾向を示している。従って、せん断補強筋として連続繊維補強材を用いても鉄筋を用いても、その軸方向剛性が等しければ、基本的には同じせん断力伝達機構になるものと考えられる。

表4にせん断耐力計算値を示す。連続繊維補強筋を用いた場合、荒川mean式を適用すると、耐力を過大評価する結果となる。一方、トラス・アーチ理論を適用してみても、耐力をさらに過大評価する結果となる。G10' と4φの軸方向剛性はほぼ等しく、G10'は極めて降伏強度の大きい4φと見ることができる。せん断補強量( $P_w \cdot w \sigma_y$ )も極めて大きくなるが、通常の鉄筋と同じ $P_w \cdot w \sigma_y$

表4 セン断耐力計算値

試験体	$a_w$ ( $cm_2$ )	$P_w$ (%)	$w\sigma_y$ ( $kgf/cm_2$ )	$a_w^*$ ( $cm_2$ )	$P_w^*$ (%)	$w\sigma_y^*$ ( $kgf/cm_2$ )	$P_w \cdot w\sigma_y$ ( $kgf/cm_2$ )	$cQ_u^{*1}$ (tonf)	$cQ_u^{*2}$ (tonf)	$Q_u(実)$ (tonf)
B2-G6	.35	0.72	7143	0.052	.106	48543	51.4	10.2	18.0	8.9
B2-G10	.874	1.79	7826	0.127	.261	53858	140.1	13.3	19.3	11.9
B2-4H	.13	0.26	7564				19.7	8.4	11.0	8.3
B2-7H	.38	0.79	6372				50.3	10.1	17.7	11.5

$a_w^*$ : ヤング係数比を考慮して、連続繊維補強筋を鉄筋に置き換えた時の断面積

$P_w^*$ :  $a_w^*$ で計算したせん断補強筋比

$w\sigma_y^*$ :  $a_w^*$ で計算した破断強度

$cQ_u^{*1}$ : 荒川mean式による計算値

$Q_u(実)$ : セン断耐力実験値

$cQ_u^{*2}$ : トラス・アーチ理論による計算値 (鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説: 日本建築学会 1990.11)

を得ようとすれば当然太径になり、せん断補強筋が降伏せずにせん断圧縮破壊し、せん断補強筋の伸びは小さくなる。G10' の場合には、強度は大きくても剛性が小さいため伸びが大きく、主筋のひずみもほぼ全面引張の状況であり、部材の変形が大きくなってコンクリートが早期に破壊に至ると考えられ、鉄筋を用いることを前提とした耐力評価式では過大評価になるものと思われる。

G6 と 7φ は断面積がほぼ等しく、破断荷重と降伏荷重もほぼ等しいため、鉄筋の降伏強度のかわりに破断強度を用いれば、せん断補強量( $P_w \cdot w\sigma_y$ )は等しくなる。従って、 $P_w \cdot w\sigma_y$ によるせん断耐力評価は同じになる。しかし、実験結果では 7φ を用いた B2-7H の方がせん断耐力は大きい。B2-7H のせん断補強筋 7φ のひずみは小さいが、B2-G6 のせん断補強筋 G6 のひずみは B2-7H に比べて極端に大きく、主筋のダボ変位に対する拘束も小さく主筋の付着力も失われ、トラス作用によるせん断伝達が減少し耐力が小さくなるものと考えられる。

以上のように剛性の小さいせん断補強筋を用いた場合のせん断耐力の低下を文献[1]~[3]では、せん断補強筋のヤング係数  $E_w$  あるいは  $\sqrt{E_w}$  で表しているが、せん断抵抗機構を考えれば、トラス作用、アーチ作用、等の分担率が変わっているのであり、単にヤング係数の考慮だけで処理するには限界があろう。部材の変形とコンクリートの破壊条件をさらに検討する必要がある。

#### 4. まとめ

以上の実験結果をまとめると以下ようになる。

- (1) セン断補強筋の剛性が低く、主筋のダボ変形に対する拘束が小さい場合は、付着劣化をおこす範囲が大きくなり、せん断耐力は低くなる。
- (2) 連続繊維補強筋をせん断補強筋に使用したのも鉄筋を使用したものも、軸方向剛性が同じで両者とも弾性範囲にあれば、同じせん断力伝達機構になる。
- (3) セン断補強筋として連続繊維補強筋を用いた場合、鉄筋を対象とした既往のせん断耐力評価式では過大評価になること、また文献[1]~[3]でヤング係数  $E_w$  を考慮している意味を実験結果に基づいて考察した。今後、部材の変形を考えた評価が必要と思われる。

#### 参考文献

- [1] 石橋一彦ほか: 組紐状 FRP ロッドによるスパイラル筋を用いたコンクリート梁のせん断性状(その2 実験結果の検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、1989.10、pp.157-158
- [2] 近藤悟、永坂具也: 長繊維棒材をあら筋とするコンクリート梁のせん断補強効果、コンクリート工学年次論文報告集、第13巻、第2号、1991.6、pp.811-816
- [3] 亀井隆、永坂具也: 長繊維棒材で補強されたコンクリート梁のせん断挙動に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、1992.8、pp.145-146